

ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE BETÃO, AÇO E MISTAS

ANÁLISE COMPARATIVA DAS DISPOSIÇÕES DOS EUROCÓDIGOS 2, 3 E 4

Dinar Camotim¹

João Vinagre²

Nuno Silvestre³

RESUMO

O objectivo deste trabalho consiste em apresentar, discutir e ilustrar uma análise comparativa das disposições dos Eurocódigos 2, 3 e 4 respeitantes a estados limite últimos que envolvem fenómenos de encurvadura por flexão. Em particular, (i) identificam-se situações em que um mesmo fenómeno é tratado diferentemente pelos vários Eurocódigos, (ii) procuram-se clarificar os motivos dessas diferenças e, sempre que possível, (iii) sugerem-se medidas que conduzam a uma uniformidade de tratamento, aspecto essencial para o desenvolvimento de "linguagens e metodologias comuns" nos projectos de estruturas metálicas, mistas e de betão. Os conceitos introduzidos são ilustrados através da sua aplicação ao dimensionamento e verificação de segurança, de acordo com os Eurocódigos 2, 3 e 4, de uma coluna isolada e de uma coluna-viga integrada num pórtico simples.

1. INTRODUÇÃO

Os progressos observados ao nível da eficiência estrutural dos materiais de construção (aços e betões de alta resistência, etc.) têm conduzido à concepção de soluções arquitectónicas cada vez mais arrojadas, às quais correspondem sempre estruturas constituídas por elementos de elevada esbelteza, cuja segurança é condicionada por fenómenos de instabilidade. Deste modo, é natural que os aspectos relacionados com este tipo de fenómenos tenham uma importância significativa na regulamentação ligada ao projecto de estruturas. No caso dos países pertencentes à Comunidade Europeia, como Portugal, este facto é notório nos novos regulamentos (Eurocódigos) respeitantes a estruturas de betão (EC2 – CEN, 1992), de aço (EC3 – CEN, 1992) e mistas aço-betão (EC4 – CEN, 1992).

¹ Professor Associado, DECivil, IST, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa.

² Professor Auxiliar, DECivil, IST, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa.

³ Assistente, DECivil, IST, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa.

A entrada em vigor, com carácter obrigatório e num futuro relativamente próximo, dos regulamentos europeus mencionados torna indispensável e urgente a familiarização dos projectistas com as suas filosofias e disposições, nomeadamente com aquelas que envolvem fenómenos de instabilidade. Um aspecto que dificulta consideravelmente esta tarefa reside no facto de existirem, nos Eurocódigos 2, 3 e 4, "linguagens e metodologias" diferentes para tratar um mesmo comportamento estrutural. O objectivo deste trabalho é precisamente apresentar, discutir e ilustrar uma análise comparativa das disposições destes três Eurocódigos relativas a fenómenos de instabilidade.

É evidente que o dimensionamento/verificação de segurança de estruturas de aço envolve a consideração de um número de fenómenos de instabilidade mais elevado do que as estruturas de betão ou mistas. Assim, só faz sentido efectuar uma análise comparativa das disposições dos três Eurocódigos no que respeita a fenómenos que assumem relevância tanto em estruturas de aço como em estruturas de betão ou mistas. É o caso, por exemplo, da encurvadura por flexão de barras comprimidas isoladas ou inseridas em estruturas reticuladas, fenómeno que pode condicionar fortemente o comportamento e a resistência de (i) pilares isolados e/ou de (ii) estruturas porticadas, nomeadamente pórticos planos.

A utilização de qualquer dos Eurocódigos em questão conduz a procedimentos que envolvem disposições relacionadas com (i) a classificação de pórticos planos quanto à necessidade de considerar efeitos 2ª ordem do tipo $P-\Delta$, com (ii) a definição de métodos para, eventualmente, contabilizar esses efeitos e proceder à sua incorporação no processo de dimensionamento/verificação de segurança e com (iii) a verificação de resistência das barras comprimidas, isoladas ou integradas em pórticos.

A compreensão de todos os procedimentos e disposições referidos requer o domínio de diversos conceitos de estabilidade de elementos e estruturas reticuladas (cargas críticas, modos de instabilidade, comprimentos de encurvadura, factores de amplificação, etc.). No entanto, conforme se disse atrás, constata-se que as abordagens preconizadas pelos diferentes Eurocódigos (notações, nomenclaturas, metodologias) para os problemas que envolvem estes conceitos são, muitas vezes, claramente diferenciadas, tanto na forma como no conteúdo (Barreto, 1997 e Vinagre, 1997).

As abordagens preconizadas pelos Eurocódigos 2, 3 e 4, para o dimensionamento e verificação de segurança de estruturas porticadas, envolvem o cumprimento sequencial de um certo número de etapas. Assim, começa-se por determinar, para cada combinação de acções relevante, os valores de cálculo dos esforços actuantes em cada barra, após o que é necessário verificar a respectiva segurança. Esta última etapa engloba verificações de resistência relativas (i) às secções transversais (tensões directas provocadas por combinações de esforço axial, esforço transversal e momento flector) e (ii) às barras propriamente ditas (fenómenos de instabilidade, nomeadamente encurvadura por flexão).

A análise comparativa apresentada neste trabalho incide unicamente sobre as disposições do EC2, EC3 e EC4 relativas ao comportamento de (i) barras comprimidas isoladas e de (ii) pórticos planos e solicitados no seu próprio plano. Nomeadamente, discute-se o modo como cada regulamento (i) caracteriza e incorpora as imperfeições geométricas, (ii) afere a importância e contabiliza os efeitos de 2ª ordem (tipo $P-\Delta$) e (iii) verifica a resistência dos elementos comprimidos. Nestes últimos incluem-se as barras sujeitas apenas a compressão N_{sd} (colunas isoladas) e/ou a flexão composta ($N_{sd} + M_{sd}$) (colunas-viga – e.g., pilares inseridos em pórticos).

Finalmente, ilustram-se os conceitos introduzidos através da apresentação dos passos envolvidos no dimensionamento e verificação de segurança, segundo cada um dos três Eurocódigos, de (i) uma coluna isolada e de (ii) um pórtico simples.

2. COLUNAS ISOLADAS

2.1 Caracterização e contabilização das imperfeições

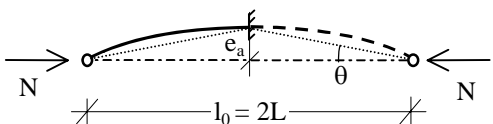
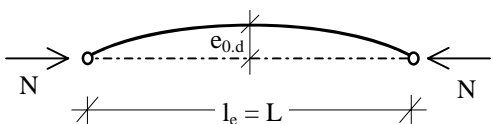
Os três Eurocódigos preconizam que a análise do comportamento das barras comprimidas (colunas) isoladas deve incluir imperfeições geométricas, com as características apresentadas no quadro 1.

O EC2 impõe a inclusão de uma inclinação inicial da coluna (θ), medida em relação à vertical e cujo valor depende do respectivo comprimento de encurvadura (l_0). Os conceitos são ilustrados através da sua aplicação a uma coluna em consola.

No caso do EC3 e EC4, preconiza-se que a coluna deve ser "substituída" por uma coluna simplesmente apoiada "equivalente", de comprimento igual ao seu comprimento de encurvadura (l_e), a qual deve exibir uma deformada inicial com andamento sinusoidal e amplitude $e_{0,d}$. Os conceitos são ilustrados por meio de uma coluna simplesmente apoiada.

É ainda importante abordar as disposições relativas às imperfeições que é necessário incorporar nas colunas integradas em pórticos. Segundo o EC2, a imperfeição do quadro 1 aplica-se igualmente às colunas pertencentes a pórticos. Pelo contrário, o EC3 e EC4 estipulam que essas colunas devem incluir imperfeições adicionais (ver secção 3.2).

Quadro 1 - Caracterização das imperfeições a incorporar nas colunas isoladas

EC2	EC3 – EC4
	
$e_a = \theta \cdot \frac{l_0}{2} \quad \theta = \frac{1}{100\sqrt{L}} \quad \begin{matrix} L(m) \\ \theta(rad) \end{matrix}$ <p>$\theta < 1/400$ se efeitos P-Δ desprezáveis*</p> <p>$\theta < 1/200$ se efeitos P-Δ não desprezáveis</p>	<p>$e_{0,d}$ depende de:</p> <ul style="list-style-type: none"> - método de análise global; - método de verificação das secções; - forma da secção e plano de flexão; - curva de dimensionamento.

2.2 Processo de dimensionamento

Conforme mostra o quadro 2, o processo de dimensionamento de uma coluna isolada submetida a um esforço axial de compressão N_{Sd} (ELU de encurvadura por flexão) é diferente nos três Eurocódigos. A primeira e mais óbvia diferença reside na natureza do critério adoptado para verificar a resistência da coluna. De facto, enquanto (i) o critério existente no EC2 envolve flexão composta (flexão + compressão), (ii) o EC3 e EC4 apenas requerem a consideração da compressão. Note-se ainda que a resistência das colunas de aço (EC3) se determina através das conhecidas "curvas de dimensionamento de colunas" (Maquoi, 1978).

Relativamente aos valores das grandezas que figuram nos critérios de resistência, observa-se que o EC2 preconiza um acréscimo do momento flector actuante (inclusão de uma excentricidade e_2 , apenas nas colunas esbeltas – mais susceptíveis de fenómenos de instabilidade), enquanto o EC3 e EC4 estipulam uma redução da capacidade resistente da coluna, independentemente do seu nível de esbelteza.

* O EC2 apresenta, por lapso, estas inequações com o sinal trocado.

Quadro 2 - Dimensionamento/verificação de segurança de colunas isoladas

Etapas do processo de dimensionamento	
EC2	<p>(i) cálculo da esbelteza ($\lambda=l_0/i$) e do esforço axial reduzido ($v=N_{Sd}/A_c f_{cd}$)</p> <p>(ii) $\lambda \leq \text{Max}\{25; 15/\sqrt{v}\} \Rightarrow$ elemento não esbelto \Rightarrow esforços $\{N_{Sd}; M_{Sd}=\text{Max}\{N_{Sd} \cdot e_a; N_{Sd} \cdot h/20\}\}$ $\lambda > \text{Max}\{25; 15/\sqrt{v}\} \Rightarrow$ elemento esbelto \Rightarrow esforços $\{N_{Sd}; M_{Sd}=N_{Sd} \cdot (e_a + e_2)\}$ e_a - excentricidade adicional (imperfeição geométrica) e_2 - excentricidade de 2ª ordem, dependente de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • esbelteza da coluna • capacidade resistente da secção • esforço axial actuante • tipo de aço das armaduras <p>(iii) verificação de segurança: $N_{Sd}/N_{Rd} + M_{Sd}/M_{Rd} \leq 1$</p>
EC3	<p>(i) cálculo do factor de redução de resistência à compressão $\chi=\chi(\bar{\lambda}, \alpha)$ $\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$ - esbelteza normalizada da coluna, dependente de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • esbelteza da coluna ($\lambda=l_0/i$) • tipo de aço do perfil ($\lambda_1=\pi\sqrt{E/f_y}$) <p>$\alpha$ - parâmetro de imperfeição, dependente de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • geometria da secção transversal • eixo em torno do qual ocorre a encurvadura <p>(ii) verificação de segurança: $N_{Sd} \leq \chi \cdot N_{Rd}$ $N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M1}$</p>
EC4	<p>(i) cálculo do factor de redução de resistência à compressão $\chi=\chi(\bar{\lambda}, \alpha)$ $\bar{\lambda}=\sqrt{N_{pl}/N_{cr}}$ - esbelteza normalizada da coluna, dependente de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • esforço axial plástico ($N_{pl} = A_a f_y + 0.85 A_c f_{ck} + A_s f_{sk}$) • carga crítica da coluna ($N_{cr}=\pi^2(E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s)/l_e^2$) <p>$\alpha$ - parâmetro de imperfeição, dependente de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • forma da secção transversal • eixo em torno do qual ocorre a encurvadura <p>(ii) verificação de segurança: $N_{Sd} \leq \chi \cdot N_{Rd}$ $N_{Rd} = A_a f_y / \gamma_{Ma} + 0.85 A_c f_{ck} / \gamma_c + A_s f_{sk} / \gamma_s$</p>

Deve referir-se ainda que existem algumas diferenças entre as metodologias definidas pelas disposições do EC3 e EC4, as quais resultam de as colunas de aço e mistas aço-betão possuírem secções transversais que são, respectivamente, homogéneas e heterogéneas. Como seria de esperar, o processo de dimensionamento é mais simples no caso do EC3, na medida em que envolve unicamente uma mera comparação entre os valores actuante e resistente do esforço normal (N_{Sd} e N_{Rd}). Já no caso do EC4, a heterogeneidade das secções (aço, betão e armaduras) conduz, naturalmente, à necessidade de efectuar alguns cálculos adicionais para determinar o valor de N_{Rd} . É ainda importante chamar a atenção para o facto de a presente versão do EC4 apenas conter disposições relativas à verificação de segurança de colunas sem deslocamento relativo entre as extremidades ("contraventadas").

3. PÓRTICOS

3.1 Classificação relativamente à rigidez lateral

Esta classificação, apresentada de forma resumida no quadro 3, tem como objectivo avaliar a maior ou menor "sensibilidade" da resposta de um pórtico à actuação de forças horizontais, nomeadamente no que se refere aos valores dos esforços e dos deslocamentos

laterais. Em particular, pretende-se saber se é ou não necessário incorporar, nesses valores, os efeitos de 2ª ordem, do tipo $P-\Delta$ (Chen, 1991). O processo de classificação de um pórtico envolve, essencialmente, aspectos relacionados com (i) a eventual existência e/ou as características (rigidez lateral) de um sistema de contraventamento e, no caso de esse sistema de contraventamento não existir ou ser inadequado, com (ii) o nível das cargas verticais actuantes (em comparação com o carregamento que provoca a instabilidade do pórtico).

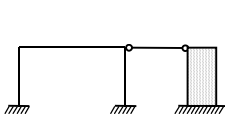
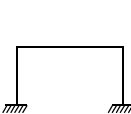
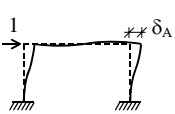
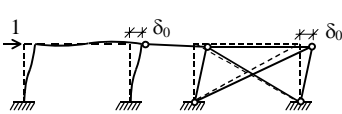
O primeiro aspecto conduz à classificação do pórtico em contraventado ou não contraventado, consoante o sistema de contraventamento reduza os deslocamentos laterais do pórtico numa percentagem superior ou inferior a 80% (EC3 e EC4) ou a 100% (EC2 – um sistema de contraventamento tem de ser suficientemente rígido para absorver e transmitir à fundação todas as forças horizontais que actuam no pórtico). Chama-se a atenção para o facto de esta classificação não depender da combinação de acções considerada.

Segundo o EC2, este primeiro aspecto permite classificar imediatamente um pórtico quanto à necessidade de incluir os efeitos $P-\Delta$ nos valores dos esforços e dos deslocamentos laterais. Assim, tem-se que (i) os pórticos contraventados são pórticos de nós fixos (PNF) e (ii) os pórticos não contraventados são pórticos de nós móveis (PNM).

Segundo o EC3, o primeiro aspecto só permite classificar imediatamente um pórtico quanto à necessidade de incluir os efeitos $P-\Delta$ no caso dos pórticos contraventados, os quais se designam por pórticos sem deslocamentos laterais (PSDL). No caso dos pórticos não contraventados, é indispensável considerar o segundo aspecto, i.e., aferir o nível das cargas verticais actuantes. Um pórtico pode, então, ser classificado como (i) pórtico com deslocamentos laterais (PCDL) ou (ii) pórtico sem deslocamentos laterais (PSDL), consoante a relação V_{sd}/V_{cr} seja ou não superior a 0.10 (10%), onde V_{sd} é o valor de cálculo da carga vertical total actuante no pórtico e V_{cr} é a carga crítica de bifurcação elástica do pórtico associada a um modo de instabilidade com deslocamentos laterais dos nós. Como é evidente, esta classificação varia, no caso geral, com a combinação de acções considerada.

Finalmente, o EC4 adopta o critério de classificação do EC3 mas usa a terminologia do EC2 (as designações PSDL e PCDL são substituídas, respectivamente, por PNF e PNM).

Quadro 3 - Classificação de um pórtico quanto à sua rigidez lateral

EC2		EC3 – EC4	
			
Pórtico contraventado	Pórtico não contraventado	Pórtico contraventado $\delta_0 \leq 0.20\delta_A$	Pórtico não contraventado $\delta_0 > 0.20\delta_A$
Pórticos de nós fixos	Pórticos de nós móveis	Pórtico sem desl. laterais	Pórtico sem desl. laterais $V_{sd}/V_{cr} \leq 0.10$ Pórtico com desl. laterais $V_{sd}/V_{cr} > 0.10$

Viu-se que, segundo o EC3 e EC4, a classificação de um pórtico não contraventado quanto à rigidez lateral envolve a determinação do valor da carga crítica V_{cr} . Como, no caso geral (i.e., salvo em pórticos com geometrias muito simples), um cálculo exacto requer a resolução de um problema de valores e vectores próprios e exige o domínio de conceitos relativamente complexos, o EC3 propõe um método alternativo para calcular um valor aproximado da relação V_{sd}/V_{cr} . O método é válido apenas para pórticos cujas vigas e colunas formam uma malha ortogonal regular e utiliza os resultados de uma análise linear (1ª ordem).

O valor de V_{sd}/V_{cr} é obtido através da expressão

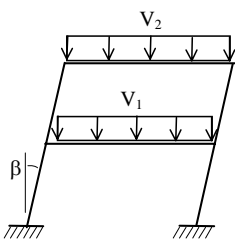
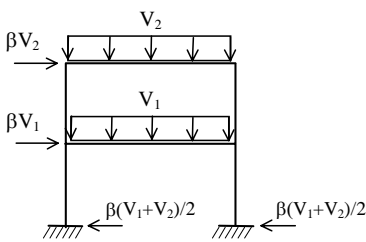
$$\frac{V_{sd}}{V_{cr}} \approx \max \left\{ \frac{\Delta \cdot V}{h \cdot H} \right\}_i, \quad (1)$$

onde h , Δ , V e H são, respectivamente, a altura do piso i , o deslocamento relativo entre as suas extremidades e as resultantes das reacções verticais e horizontais na sua base.

3.2 Caracterização e contabilização das imperfeições

Os três Eurocódigos impõem a consideração do efeito das imperfeições globais em todos os pórticos não contraventados e preconizam que esse efeito deve ser simulado através da incorporação, na análise global do pórtico, de uma inclinação inicial β de todas as colunas (ver figura (a) do quadro 4) no sentido mais desfavorável, i.e., no sentido dos deslocamentos horizontais provocados pela combinação de acções considerada. No quadro 4 apresentam-se as expressões que permitem calcular o valor de β .

Quadro 4 - Imperfeições globais do pórtico e sistema de forças equivalentes

EC2	EC3 – EC4
 <p>(a)</p>	 <p>(b)</p>
$\beta \equiv \theta = \frac{\alpha_n}{100\sqrt{L}} \quad \alpha_n = \sqrt{0.5 + \frac{0.5}{n}}$ <p>n - número de colunas</p>	$\beta \equiv \phi = \frac{k_c \cdot k_s}{200} \quad k_c = \sqrt{0.5 + \frac{1}{n_c}} \leq 1 \quad k_s = \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} \leq 1$ <p>n_s - número de pisos; n_c - número de colunas</p>

Com o objectivo de tornar mais fácil a análise global do pórtico, todos os Eurocódigos permitem que as inclinações iniciais das colunas sejam substituídas por um sistema de forças horizontais equivalente (ver figura (b) do quadro 4), o qual introduz os mesmos momentos adicionais e tem resultante nula.

Conforme se disse atrás, o EC2 estipula a consideração de uma única imperfeição inicial, a qual se aplica tanto a colunas isoladas (ver 2.1) como a barras comprimidas integradas em pórticos. O mesmo não se passa com o EC3 e EC4, na medida em que estes Eurocódigos possibilitam a incorporação simultânea, ao nível da análise global, (i) da imperfeição de coluna (imperfeição "local", já descrita em 2.1) e (ii) da imperfeição de pórtico (imperfeição "global"), numa análise global da estrutura.

De acordo com o EC3 e EC4, apenas o efeito das imperfeições "globais" tem de ser obrigatoriamente contabilizado nos valores de cálculo dos esforços, pois a influência das imperfeições "locais" é habitualmente considerada, de uma forma implícita, ao efectuar a verificação de segurança das barras comprimidas. Refira-se, no entanto, que o EC3 permite sempre que se efectue a verificação de segurança de uma barra comprimida através de uma análise ("local") de 2ª ordem, procedimento este indispensável se a barra não for uniforme.

Finalmente, é importante mencionar que todos os Eurocódigos estabelecem que, em pórticos contraventados, os efeitos das imperfeições "globais" devem sempre ser incluídos na análise global do sistema de contraventamento (tal como as imperfeições do próprio sistema).

3.3 Efeitos de 2ª ordem

3.3.1 Caracterização

Ao estudar o comportamento geometricamente não linear de pórticos planos, é usual considerar os seguintes dois tipos de efeitos de 2ª ordem (Chen, 1991):

- (i) Os efeitos $P-\Delta$, devidos às forças verticais aplicadas e que envolvem unicamente os deslocamentos dos nós do pórtico (efeitos de 2ª ordem "globais").
- (ii) Os efeitos $P-\delta$, devidos aos esforços de compressão instalados nas barras do pórtico e que envolvem apenas as deformações de cada barra em relação à respectiva corda (efeitos de 2ª ordem "locais").

Recorde-se que a classificação dos pórticos quanto à rigidez lateral – em PNF e PNM (EC2 e EC4) ou em PSDL e PCDL (EC3) – tem precisamente a ver com a necessidade de incorporar, nos valores de cálculo dos esforços, os efeitos $P-\Delta$. A contabilização é (i) obrigatória nos PNM-PCDL e (ii) dispensável nos PNF-PSDL (uma análise global de 1ª ordem é suficiente).

3.3.2 Contabilização

Relativamente à contabilização dos efeitos de 2ª ordem ($P-\Delta$ e/ou $P-\delta$) nos valores de cálculo dos esforços, refira-se que esta pode ser efectuada conjunta ou separadamente.

A contabilização conjunta requer uma análise global de 2ª ordem "exacta" do pórtico (equações de equilíbrio e relações cinemáticas estabelecidas na configuração deformada), a qual deve incorporar tanto as imperfeições "globais" do pórtico como as imperfeições "locais" de todas as barras. Uma análise deste tipo permite determinar os valores "exactos" dos esforços e, portanto, dispensa a verificação da segurança das barras em relação aos ELU que envolvem fenómenos de instabilidade (no plano do pórtico).

Quando a contabilização dos efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ é separada, os primeiros são incluídos nos valores de cálculo dos esforços (directa ou indirectamente) e a influência dos segundos faz-se sentir ao nível da verificação de segurança de cada barra, analisada individualmente.

A incorporação dos efeitos $P-\Delta$ nos valores nodais dos esforços de dimensionamento do pórtico pode efectuar-se (i) directamente, através de uma análise global de 2ª ordem aproximada (os efeitos $P-\delta$ não são adequadamente incorporados) ou (ii) indirectamente, através da modificação apropriada dos resultados de uma análise global de 1ª ordem.

A contabilização indirecta dos efeitos $P-\Delta$ implica sempre a identificação dos esforços de 1ª ordem devidos às cargas que provocam deslocamentos horizontais no pórtico. Por influência da terminologia anglo-saxónica, designam-se aqui esses esforços por "esforços sway" (E_S). Os valores de cálculo dos esforços são então dados por

$$E_{sd} = (E_I - E_S) + C \cdot E_S, \quad (2)$$

onde E_I são os esforços de 1ª ordem e C é um "factor de amplificação" cujo valor traduz a importância dos efeitos $P-\Delta$.

3.4 Processo de dimensionamento

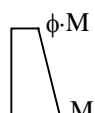
Tal como sucedia no caso das colunas isoladas, o processo de dimensionamento de barras comprimidas integradas em pórticos (aqui designadas por colunas-viga, na medida em que estão, em geral, sujeitas a flexão composta – flexão M_{sd} e compressão N_{sd}) é diferente nos três Eurocódigos. No entanto, independentemente das disposições específicas presentes

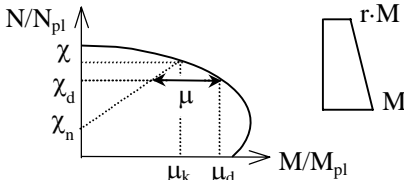
em cada Eurocódigo, a verificação de segurança das barras do pórtico é sempre precedida por um conjunto de operações/decisões, comuns a todos eles e que envolvem uma abordagem formalmente semelhante. Assim, é necessário (i) classificar o pórtico quanto à rigidez lateral, (ii) considerar as imperfeições globais e (iii) escolher do método de análise global.

As diferenças entre as metodologias preconizadas por cada Eurocódigo fazem-se sentir, essencialmente, nos aspectos relacionados com (i) a determinação dos valores de cálculo dos esforços, com (ii) a natureza dos comprimentos de encurvadura a utilizar e com (ii) os critérios de interacção utilizados para verificar a resistência das colunas-viga. No quadro 5 mostra-se um resumo do processo de dimensionamento de colunas-viga inseridas em pórticos (ELU de encurvadura por flexão no plano de pórtico).

Quadro 5 - Dimensionamento/verificação de segurança de colunas-viga inseridas em pórticos

	Classif.	Esforços		Verif. de Segurança
EC2	PNF	Elemento não esbelto $\lambda \leq \text{Max}\{25(2-e_{01}/e_{02}); 15/\sqrt{v}\}$	$e_0 = M_{Sd}/N_{Sd}$ $M_{Sd} = \text{max}\{N_{Sd} \cdot (e_0 + e_a); N_{Sd} \cdot h/20\}$	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$
		Elemento esbelto $\lambda > \text{Max}\{25(2-e_{01}/e_{02}); 15/\sqrt{v}\}$	$M_{Sd} = N_{Sd} \cdot (e_0 + e_a + e_2)$	
	PNM	Elemento não esbelto $\lambda \leq \text{Max}\{25; 15/\sqrt{v}\}$	$e_0 = M_{Sd}/N_{Sd}$ $M_{Sd} = N_{Sd} \cdot (e_0 + e_a)$	
		Elemento esbelto $\lambda > \text{Max}\{25; 15/\sqrt{v}\}$	$M_{Sd} = N_{Sd} \cdot (e_0 + e_a + e_2)$	

	Classif.	Esforços		Verif. de Segurança
EC3	PSDL	$M_{Sd} = M_I$		$\frac{N_{Sd}}{\chi \cdot N_{Rd}} + \frac{k \cdot M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$ $\chi = \chi(\bar{\lambda}; \alpha)$ $k = k(\chi; N_{Sd}; \phi)$ 
	PCDL	MAM	$C = \frac{1}{1 - V_{Sd}/V_{cr}}$	
		MCE	$C = \begin{cases} 1.0 & \text{- coluna} \\ 1.2 & \text{- viga} \end{cases}$	
			$l_e = l_{eSDL}$	
			$l_e = \begin{cases} l_{eCDL} & \text{- coluna} \\ l_{eSDL} & \text{- viga} \end{cases}$	

	Classif.	Esforços		Verif. de Segurança
EC4	PC	Não sensível a efeitos P-δ $N_{Sd}/N_{cr} \leq 0.1$ ou $\bar{\lambda} \leq 0.2(2-r)$	$M_{Sd} = M_I$	<div>$M_{Sd} \leq 0.9 \mu M_{Rd}$</div> <div></div> <div>$\chi = \chi(\bar{\lambda}; \alpha)$$\mu = \mu(\chi; N_{Sd}; r)$</div>
		Sensível a efeitos P-δ $N_{Sd}/N_{cr} > 0.1$ e $\bar{\lambda} > 0.2(2-r)$	$M_{Sd} = \frac{\beta(r) \cdot M_I}{1 - N_{Sd} / N_{cr}}$	
	PNC	Actualmente não existente		

No que respeita ao EC2, é importante referir que, independentemente da classificação do pórtico (PNM ou PNF), a necessidade de incluir ou não os efeitos $P-\Delta$ numa determinada barra é definida pela classificação dessa mesma barra em "esbelta" ou "não esbelta". A classificação do pórtico é utilizada apenas na escolha do ábaco adequado para determinar o

comprimento de encurvadura (l_0) e a esbelteza (λ) da barra. Tem-se assim que, num pórtico de betão, podem coexistir pilares susceptíveis e não susceptíveis à ocorrência de fenómenos de instabilidade. Saliente-se ainda que, ao tratar pilares inseridos em pórticos como colunas-viga isoladas, o EC2 não contabiliza esforços adicionais introduzidos nos restantes elementos do pórtico, nomeadamente nas vigas e fundações. Esta lacuna faz com que se seja conduzido a acréscimos de armadura (nos pilares) sem que ocorra o correspondente acréscimo de segurança (no pórtico) (Vinagre, 1997).

Segundo o EC3, a inclusão indirecta dos efeitos de 2ª ordem ($P-\Delta$) nos valores de cálculo dos esforços de um PCDL pode ser efectuada de dois modos, nomeadamente através (i) do método de amplificação de momentos (MAM) ou (ii) do método dos comprimentos de encurvadura (MCE), a aplicação dos quais envolve diferentes (i) amplificações dos esforços actuantes (de 1ª ordem) e (ii) comprimentos de encurvadura (Barreto, 1997). Refira-se ainda que o EC3 contém um anexo (anexo E) que inclui ábacos e expressões que permitem, calcular, aproximadamente, os comprimentos de encurvadura das barras comprimidas.




Em relação à aplicação das disposições do EC4, deve sublinhar-se, antes de mais, que elas se aplicam unicamente a pórticos contraventados (o tratamento dos pórticos não contraventados é remetida para um anexo, a publicar em data ainda por indicar). Deste modo, ao ser confrontado com um pórtico misto classificado como PNC, o projectista pode optar por (i) contraventá-lo convenientemente (i.e., "passá-lo" a PC) ou, conservativamente, por (ii) considerar apenas o aço estrutural das barras comprimidas e adoptar, para este "novo pórtico de aço", a estratégia de dimensionamento/verificação de segurança definida pelo EC3. Refira-se ainda que, nas colunas-viga dos pórticos contraventados, o EC4 estipula a inclusão simultânea dos efeitos $P-\delta$ (i) nos valores de cálculo dos esforços actuantes (amplificados com base no conceito de "factor de momento equivalente" β , sempre que o nível de compressão for significativo) e (ii) nos valores esforços resistentes (redução por meio do parâmetro χ_n). Muito embora este procedimento seja, obviamente, conservativo, não existe uma justificação clara para a sua utilização.

A principal diferença entre o EC3 e EC4 reside nas características do critério de interacção utilizado na verificação de segurança das colunas-viga. Enquanto a expressão presente no EC3 envolve, explicitamente, esforços de compressão e flexão, o método proposto EC4 envolve a definição de um diagrama de interacção e exprime a verificação de segurança apenas em termos da flexão (ver quadro 5).

O critério de interacção do EC3 inclui, através dos valores dos factores χ e k , a influência (i) das imperfeições locais (de barra) e (ii) dos efeitos $P-\delta$. Por outro lado, as grandezas utilizadas para definir o diagrama de interacção do EC4 incorporam a influência dos diferentes comportamentos dos vários materiais que constituem as barras. Quanto ao factor de redução μ , o seu valor depende (i) da curva de interacção $N-M$ da secção mista, (ii) do factor de redução de resistência à compressão (χ), (iii) do nível de compressão (χ_d) e (iv) da forma do diagrama de momentos (χ_n).

Para concluir, resume-se no quadro 6 o modo como os três Eurocódigos contabilizam as imperfeições e os efeitos de 2ª ordem (esforços e/ou verificação de segurança das barras).

Quadro 6 - Imperfeições e efeitos de 2ª ordem no EC2, EC3 e EC4

	EC2	EC3	EC4
Imperfeições "locais"		E ou VS	VS
Imperfeições "globais"	E	E	E
Efeitos $P-\delta$		E ou VS	E e VS
Efeitos $P-\Delta$	E	E	

4. EXEMPLOS ILUSTRATIVOS

Com o objectivo de ilustrar os conceitos introduzidos, apresentam-se em seguida, na forma de quadros, dois exemplos que permitem comparar a aplicação das disposições dos três códigos analisados. Determinam-se os valores de cálculo dos esforços e efectua-se a verificação de segurança de (i) uma coluna isolada e de (ii) um pórtico simples (um tramo).

4.1 Coluna isolada

Considere-se a coluna em consola representada na figura 1(a₁), a qual está submetida a um esforço axial N e a um momento flector M , aplicado na extremidade livre. O quadro 7 mostra a sequência dos cálculos requeridos pela aplicação dos procedimentos estipulados nos três Eurocódigos e indica os valores das diversas grandezas neles envolvidas. Refira-se que, como o EC4 apenas contém disposições relativas a estruturas contraventadas, a ilustração das suas disposições faz-se para a coluna encastrada-apoiada representada na figura 1(a₂).

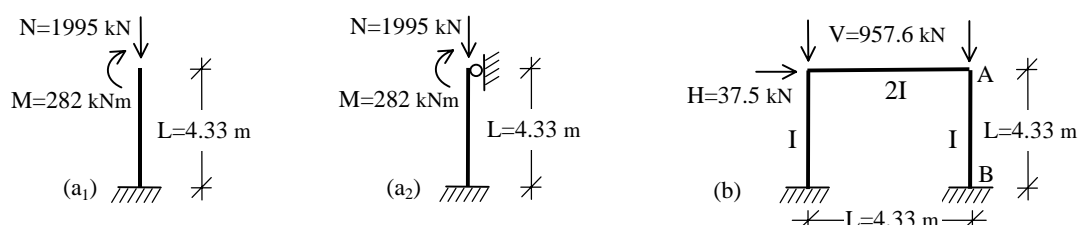


Fig. 1 – Exemplos ilustrativos: (a) coluna isolada (a₁) EC2, EC3 (a₂) EC4 (b) pórtico

Quadro 7 - Dimensionamento e verificação de segurança da coluna isolada

EC2	EC3	EC4
<p>1. <u>Secção transversal</u> 0.5×0.5 (m×m); d/h=0.10; B25; A400</p> <p>2. <u>Imperfeição geométrica</u> $v = 1/(100\sqrt{L}) = 0.0048$ m $e_a = v \cdot l_0 / 2 = 0.021$ m</p> <p>3. <u>Excentricidade de 2ª ordem</u> $\lambda = l_0 \sqrt{12} / h = 60 > 25 \Rightarrow$ incluir e_2 $k_1=1.0$; $k_2=0.771$; $\varepsilon_{syd}=1.74\text{‰}$; $d=0.45$m; $l_0=8.67$m $e_2 = k_1 k_2 \frac{2 \varepsilon_{syd}}{d} \cdot \frac{l_0^2}{10} = 0.050$ m</p> <p>4. <u>Esforços de dimensionamento</u> $N_{Sd} = 1995$ kN $M'_{Sd} = 282 + 1995 \times (0.021 + 0.050) = 423.6$ kNm</p> <p>5. <u>Verificação de segurança</u> $\mu=0.255$; $v=-0.600$; $\omega=0.50$; $A_s=48$ cm² ; $2 \times (5\phi 25)$</p>	<p>1. <u>Secção transversal</u> HEM300; Fe360</p> <p>2. <u>Imperfeição geométrica</u> $\phi = \frac{1}{200}$ $\Delta H = \phi \cdot N_{Sd} = 10$ kN</p> <p>3. <u>Esforços de dimensionamento</u> $N_{Sd} = 1995$ kN $N_{cr} = 16360$ kN $N_{sd}/N_{cr} = 0.122 > 0.1 \Rightarrow C = 1.14$ $M'_{Sd} = C \cdot (282 + 10 \cdot 4.33) = 370$ kNm</p> <p>4. <u>Esforços resistentes</u> $N_{Rd} = 6473$ kN $M_{Rd} = 871$ kNm $l_{eSDl} = 0.7L = 3$ m $\Rightarrow \bar{\lambda} = 0.24$ $\chi = 0.98$ (curva b) ; $\psi = 282/325 = 0.87$; $k = 1.07$</p> <p>5. <u>Verificação de Segurança</u> $\frac{1995}{0.98 \cdot 6473} + \frac{1.07 \cdot 370}{871} = 0.80 < 1$</p>	<p>1. <u>Secção transversal</u> 0.34×0.34 (m×m); B30; HEB280; Fe360</p> <p>2. <u>Diagrama de interacção N-M</u> $(EI)_e = 61584$ kNm² $N_{cr} = 66204$ kN $\frac{N_{sd}}{N_{cr}} = 0.03 < 0.1$; $\bar{\lambda} = 0.30$ (curva b) $\chi=0.96$ $\chi_d=0.42$ $\mu=0.94$ $\chi_n=0$</p> <p>3. <u>Verificação de Segurança</u> $M_{Sd} = 282 < 0.9 \times 0.94 \times 355 = 300$ kNm</p>

4.2 Pórtico simples

A figura 1(b) mostra a geometria do pórtico considerado, o qual é solicitado por duas forças verticais no topo dos pilares, de valor V , e uma força horizontal, de valor H . O quadro 8 mostra a sequência dos cálculos requeridos pela aplicação dos procedimentos estipulados no EC2 e EC3 à verificação de segurança da coluna-viga AB, bem como os valores das grandezas neles envolvidas. Exclui-se o EC4, em virtude de o pórtico analisado ser um PNM (recorde-se que a presente versão deste regulamento não permite tratar este tipo de pórticos).

Quadro 8 - Dimensionamento e verificação de segurança da coluna-viga AB do pórtico

EC2	EC3
<p>1. <u>Secção transversal</u> 0.3×0.3 (m×m); $d/h=0.10$; B25; A400</p> <p>2. <u>Imperfeição geométrica</u> $\nu = \frac{1}{100\sqrt{L}} = 0.0048\text{m} \quad \Delta H_{Sd} = \theta \cdot \sum N = 9.2 \text{ kN}$</p> <p>3. <u>Esforços elásticos</u> $N_{Sd}=979 \text{ kN}$; $M_{Sd}^{\text{sup}} = 46.5 \text{ kNm}$; $M_{Sd}^{\text{inf}} = 54.6 \text{ kNm}$</p> <p>4. <u>Excentricidade de 2ª ordem</u> $\alpha = \frac{I/L}{2I/L} = 0.5 \Rightarrow \beta = 1.1 \Rightarrow l_0 = \beta L = 4.76 \text{ m}$ $\lambda = l_0 \sqrt{12}/h = 55 > 25 \Rightarrow \text{incluir } e_2$ $k_1=1.0; k_2=0.708; \varepsilon_{syd}=1.74\text{‰}; d = 0.27 \text{ m}; l_0 = 4.76 \text{ m}$ $e_2 = k_1 k_2 \frac{2 \varepsilon_{syd}}{d} \cdot \frac{l_0^2}{10} = 0.023 \text{ m}$</p> <p>5. <u>Esforços de dimensionamento</u> $N_{Sd}=979 \text{ kN}$; $M_{Sd}^{\text{sup}} = 69.0 \text{ kNm}$; $M_{Sd}^{\text{inf}} = 77.1 \text{ kNm}$</p> <p>6. <u>Verificação de segurança</u> $\mu=0.215$; $\nu=-0.818$; $\omega=0.58$; $A_s=20 \text{ cm}^2$; $2 \times (3\phi 20)$</p>	<p>1. <u>Secção transversal</u> HEB220; Fe360</p> <p>2. <u>Imperfeição geométrica</u> $\phi = \frac{1}{200} \quad \Delta H_{Sd} = \phi \cdot \sum N = 9.6 \text{ kN}$</p> <p>3. <u>Classificação</u> $\frac{V_{Sd}}{V_{cr}} = \frac{1914.4}{14800} = 0.13 > 0.1 \Rightarrow \text{PCDL}$</p> <p>4. <u>Esforços de dimensionamento</u> MAM: $C=1.15$; $N_{Sd} = 979.2 \times C = 1126 \text{ kN}$ $M_{Sd}^{\text{sup}} = 46.9 \times C = 54 \text{ kNm}$; $M_{Sd}^{\text{inf}} = 55 \times C = 63.3 \text{ kNm}$</p> <p>5. <u>Esforços resistentes</u> $N_{Rd} = 1944 \text{ kN}$ $M_{Rd} = 177 \text{ kNm}$ $\eta_{\text{inf}} = 0$; $\eta_{\text{sup}} = 0.25 \Rightarrow l_{e\text{SDL}} = 0.54L = 2.34 \text{ m}$ $\bar{\lambda} = 0.26$ $\chi = 0.98$ (curva b) $\psi = -0.85$ $k = 0.81$</p> <p>6. <u>Verificação de segurança</u> $\frac{1126}{0.98 \cdot 1944} + \frac{0.81 \cdot 63.3}{177} = 0.88 < 1$</p>

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, apresentou-se uma análise comparativa das disposições da nova regulamentação europeia relativa ao projecto de estruturas de betão, aço e mistas (EC2, EC3 e EC4) relacionadas com fenómenos de instabilidade. Em particular, consideraram-se as disposições respeitantes a estados limite últimos que envolvem o fenómeno da encurvadura por flexão, o qual pode condicionar o comportamento dos três tipos de estruturas referidas.

Abordaram-se, separadamente, os comportamentos (i) de colunas isoladas (compressão pura) e (ii) de colunas-viga (flexão composta). Discutiram-se e compararam-se os procedimentos ligados à aplicação de cada regulamento, nomeadamente o modo como são incorporadas, no dimensionamento/verificação de segurança das barras comprimidas, as influências (i) das imperfeições geométricas e (ii) dos efeitos de 2ª ordem ($P-\delta$ e $P-\Delta$).

Mostrou-se que o tratamento dado ao fenómeno da encurvadura por flexão pelos três Eurocódigos pode diferir significativamente. Identificaram-se várias situações em que essas diferenças são mais evidentes e procurou-se contribuir para esclarecer quais as suas origens. A compreensão destes aspectos é essencial para o desenvolvimento de "linguagens e metodologias comuns" nos projectos de estruturas metálicas, mistas e de betão.

Finalmente, os conceitos introduzidos foram ilustrados através da sua aplicação à verificação de segurança, de acordo com os Eurocódigos 2, 3 e 4, de uma coluna isolada e de uma coluna-viga integrada num pórtico simples.

6. REFERÊNCIAS

Barreto, V. (1997), "Implementação Computacional e Automatização do Dimensionamento de Pórticos de Acordo com o EC3", Tese de Mestrado em Eng. de Estruturas, IST, UTL.

CEN (1992), Eurocode 2 – Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.

CEN (1992), Eurocode 3 – Design of Steel Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.

CEN (1992), Eurocode 4 – Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.

Chen, W.F. e Lui, E. (1991), "Stability Design of Steel Frames", CRC Press, Boca Raton, USA.

Maquoi, R. e Rondal, J. (1978), "Mise en Équation des Nouvelles Courbes Européennes de Flambement", Construction Métallique, nº 1, pp. 17-30.

Vinagre, J. (1997), "Avaliação dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios de Betão Armado", Tese de Doutoramento em Eng. Civil, IST, UTL.